Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH Kongressbericht

Band: 6 (1960)

Artikel: Rapport général

Autor: Kerensky, O.A.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-7003

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 20.02.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

Rapport général

Introduction

Les huit mémoires présentés sous le thème VI traitent des questions suivantes: centrales nucléaires, barrages, ponts, poutres à âme pleine, constructions mixtes et tabliers métalliques raidis. Ces mémoires ne présentent que peu de points communs, si ce n'est que tous décrivent des caractères nouveaux en matière de constructions. Il est donc impossible de formuler une appréciation correcte des plus récents développements dans les domaines qu'ils couvrent. Le présent rapport est ainsi limité à des résumés assez détaillés, dans lesquels les points importants de chaque rapport sont soulignés, ainsi qu'à des propositions de sujets pour la discussion au cours de la séance.

Résumés

1. Les deux rapports du Prof. Kurt Billig se complètent et donnent quelques indications pratiques, ainsi qu'une appréciation générale concernant les facteurs qui affectent le calcul et la construction des centrales nucléaires, avec référence particulière aux problèmes de génie civil que pose le réacteur nucléaire.

L'auteur présente un grand nombre de données statistiques concernant six centrales nucléaires déjà construites ou en construction en Grande-Bretagne et indique les grandes lignes suivant lesquelles le développement des réacteurs nucléaires se poursuit. Il montre que les frais d'investissement par kW pour les centrales nucléaires actuelles se situent entre deux et trois fois ceux des centrales classiques; néanmoins, les frais totaux de production par kW sont très peu différents.

Les investigations concernant les réacteurs des centrales nucléaires sont essentiellement orientées sur le réacteur à refroidissement gazeux avec modérateur en graphite et sur les avantages possibles de l'emploi de l'eau lourde comme modérateur.

La différence essentielle entre une centrale nucléaire et une centrale classique réside dans le réacteur lui-même, qui est constitué par une cuve, un écran biologique et des unités de production de vapeur. Bien que les charges dues à la gravité soient considérables dans les centrales nucléaires, les problèmes les plus importants sont ici posés par les variations de température, le fluage, le retrait et les variations de la teneur en humidité du béton.

Le radier doit supporter les charges dues à la gravité et les contraintes mises en jeu par la température, ainsi que les moments et les efforts tranchants qui résultent de l'encastrement des parois formant écran. Il est en outre extrêmement important que les différences de tassement entre les divers éléments de l'installation soient réduites au minimum.

Outre les nombreuses exigences courantes concernant l'implantation des centrales thermiques classiques, il faut, dans le cas des centrales nucléaires, prendre en considération la protection de la population contre les risques de radiations possibles à partir de produits de fission accidentellement libérés. Les réacteurs nucléaires doivent être installés dans des zones à faible densité de population ou être pourvus d'une enceinte suffisamment étanche pour empêcher la pollution de l'atmosphère extérieure par des matières radioactives en cas d'accident.

L'auteur propose que la conception de cette enceinte de protection soit établie en admettant une limite supérieure de l'énergie libérée, correspondant à celle qui est nécessaire pour fondre la totalité du noyau d'uranium.

On envisage actuellement la solution de compromis que constituerait une enceinte ne satisfaisant qu'à moitié à cette exigence (semi containment).

L'installation des réacteurs en sous-sol procurerait probablement des avantages du point de vue de l'enceinte de protection, aussi bien qu'en ce qui concerne l'aspect et la protection de la centrale en temps de guerre. A Halden, en Norvège, on a constaté une faible différence entre les prix de construction de réacteurs classiques et d'un réacteur installé en sous-sol.

Les radiations exercent un effet de trempe sur la plupart des métaux, et des essais limités ont mis en évidence une légère diminution de la résistance aux charges prolongées. Dans les métaux tendres, la limite élastique est relevée, tandis que la ductilité est diminuée. En général, l'irradiation par les neutrons tend à élever la température de transition d'un métal, le rendant plus fragile. Des recherches sont en cours sur l'accroissement de la fragilité de l'acier doux sous l'influence de fortes irradiations prolongées. Le recuit permet d'autre part de réduire ou d'éliminer un grand nombre des effets produits par l'irradiation sur les métaux.

Dans le cas du béton, les dommages causés par les radiations ne sont pas si graves. Des essais effectués à Harwell sur des échantillons de béton ont conduit le Prof. Billig à penser qu'il est peu probable qu'il se produise une modification notable dans les caractéristiques du béton des écrans déjà construits, au cours de la durée de service des réacteurs.

L'auteur décrit brièvement une cuve de réacteur en béton précontraint, utilisée à Marcoule; le béton y joue également le rôle d'un écran. L'étanchéité aux gaz est assurée par un revêtement en tôle d'acier, qui a d'ailleurs joué le rôle de coffrage au cours du bétonnage.

Le rôle de l'écran est de ralentir les neutrons rapides par collision avec les atomes des éléments légers et d'absorber les neutrons thermiques et les radiations gamma, ce qui nécessite des éléments lourds. Ces phénomènes donnent lieu à une élévation de la température à l'intérieur de l'écran.

L'écran thermique doit présenter une forte densité, un haut point de fusion, un nombre atomique élevé et une bonne conductibilité thermique; il doit être stable sous la radiation et sa réalisation doit être aisée et peu coûteuse.

En pratique, le choix doit être fait entre des matériaux contenant du bore ou du cadmium.

Considérant les aspects pratiques de la construction en béton, l'auteur remarque que certaines formes de fissuration ne réduisent pas l'aptitude du béton à jouer son rôle d'écran; il estime en outre que les spécifications antérieurement adoptées étaient trop rigoureuses en ce qui concerne l'uniformité de la densité du béton destiné à la constitution des écrans.

On manque encore de données expérimentales pour appuyer les nombreuses hypothèses faites dans l'étude des écrans, mais des instruments de mesure sont actuellement incorporés aux écrans en cours de construction. A Hinkley Point, ces études sont complétées par un examen minutieux du béton coulé sur place.

En vraie grandeur, seules les conditions qui résultent de l'exploitation normale des réacteurs peuvent faire l'objet d'investigations. Tandis que les recherches de laboratoire ne sont pas limitées dans cet ordre d'idées, il n'est pas possible de simuler avec fidélité, sur modèles, les influences du retrait, du fluage, de l'humidité et de la température. En comparant les informations obtenues à partir des mesures en vraie grandeur relatives à ces phénomènes et le comportement des modèles, on espère pouvoir mettre au point des méthodes de travail sur modèles qui permettront d'en déduire le comportement en vraie grandeur.

2. Dans son mémoire sur «Le barrage de Tourtemagne en Valais (Suisse)», le Prof. F. PANCHAUD expose l'application de la précontrainte à la construction d'un barrage-voûte mince de 30 m de hauteur, qui assure la retenue des eaux glaciaires dans un bassin ayant une capacité utile de 850 000 m^3.

La nécessité de la précontrainte était essentiellement due aux trois facteurs suivants:

1. Décision de construire un ouvrage mince.
2. Implantation du barrage dans une région soumise à des conditions climatiques rigoureuses.
3. Fonction de la retenue, qui implique sa vidange et son remplissage en toute saison avec une eau glaciaire.

Ce barrage ferme une gorge étroite. Il est constitué par une voûte cylindrique mince verticale de 1,20 m d'épaisseur et de 28,50 m de hauteur maximum, reposant sur un socle en béton encastré dans le fond de la gorge. Au niveau du couronnement, la longueur de l'ouvrage est de 115 m environ; sur la rive droite, la voûte se prolonge par un mur rectiligne de faible hauteur formant un barrage-poids de 30 m de longueur environ, de sorte que la longueur développée proprement dite de la voûte du barrage est de 85 m. La directrice de cette voûte est formée par une succession d'arcs de cercle dont les rayons croissent, de la clé vers les naissances, de 20 à 50 m. Une galerie

de 1,20 m de largeur court sur le rocher de fondation sur le périmètre de l'encastrement.

Lorsque le lac est vide, les arcs ne sont sollicités que par les seuls effets thermiques.

Le réseau des câbles verticaux partant du couronnement et aboutissant dans la galerie de pied comprime les sections horizontales de la voûte et permet de lutter contre les flexions. Le tracé des câbles dans chaque section verticale a été choisi pour que dans ces sections aucune traction n'apparaisse quel que soit le remplissage du lac.

La précontrainte horizontale est obtenue au moyen de câbles horizontaux incurvés suivant la forme des arcs et aboutissant dans les galeries de pied de chaque rive; munis de gaine, les câbles sont posés sur les arrêts de bétonnage horizontaux espacés de 1 m.

On a prévu quatre joints actifs verticaux provisoires partant de la fondation et découpant la voûte du barrage en 5 voussoirs de 15 et 17 m de longueur. En outre, dans le voisinage du couronnement, on a laissées ouvertes deux brèches de clavage qui ne seront fermées qu'après la mise en précontrainte et une saison froide.

Les joints actifs sont munis de vérins plats FREYSSINET de 42 cm de diamètre ce qui permet de compenser le raccourcissement des voussoirs dû à la précontrainte en ouvrant les joints actifs au fur et à mesure que l'on exerce la précontrainte horizontale. L'effort exercé par les vérins à chaque niveau a été choisi légèrement supérieur à celui produit dans la même section par les câbles horizontaux, de manière que sur les naissances une compression permanente s'oppose à tout effort d'arrachement des fondations.

L'auteur fait observer que la construction du barrage de Tourtemagne est une première application de la précontrainte aux barrages-voûtes minces.

Pour lutter contre les contraintes de traction résultant des influences thermiques intenses, la solution adoptée est techniquement plus satisfaisante que celle qui consiste à renforcer les sections avec une armature passive.

Des câbles de précontrainte et des vérins plats ont déjà été adoptés dans d'autres barrages, pour contribuer à résister aux efforts primaires dus à la pression de l'eau; dans ce barrage toutefois, il intervient une combinaison unique de câbles de précontrainte et de vérins plats destinés à résister aux contraintes secondaires dues aux variations de la température.

Les câbles de précontrainte ont été prévus pour conserver à la voûte son homogénéité et son étanchéité, en neutralisant les contraintes de traction dues aux influences thermiques, et pour contrôler les contraintes dues aux influences marginales au voisinage des fondations. Les vérins plats ont été insérés dans les joints actifs aux fins suivantes:

a) Maintenir la forme géométrique de l'ouvrage en «absorbant» le raccourcissement du béton dû à la précontrainte horizontale, ce qui élimine les influences secondaires inopportunes de cette précontrainte.

b) Appliquer les extrémités du barrage contre les culées rocheuses.
c) Permettre aux joints actifs de rester ouverts jusqu'à ce que la température de fermeture la plus favorable pour le barrage soit atteinte.

L'auteur ne donne aucune indication sur le comportement effectif de l'ouvrage et sur l'économie de la disposition prévue.

3. Dans son rapport, M. ROBERT SAILER décrit le pont de la rivière Colorado, achevé en février 1959. Ce pont d'aspect spectaculaire traverse le Glen Canyon à 220 m au-dessus du niveau de l'eau, en une seule portée de 315 m. C'est le pont en arc le plus haut du monde; il occupe la deuxième place aux Etats-Unis pour sa longueur mais ne comporte guère de caractéristiques nouvelles qui méritent examen.

Il est conçu suivant les règles A.A.S.H.O., pour supporter deux bandes de circulation avec les charges H. 20 – S. 16, sur une chaussée de 9,15 m de largeur. On a admis pour le vent une charge de 368 kg/m² sans charge utile et de 123 kg/m² avec charge utile. On a adopté des écarts de température de $\pm 33°$ C.

Les études ont porté sur l'arc encastré, l'arc à double articulation et l'arc à triple articulation. Pour l'arc encastré, la forme à âme pleine a été comparée avec la forme en treillis. Bien qu'un peu moins économique, la forme en treillis a été préférée, car elle s'est révélée plus rigide et les sollicitations provoquées par le vent sont plus faibles. Les arcs à deux et à trois articulations étaient tous deux plus légers d'environ 14% que l'arc encastré. Finalement, on a adopté un arc à treillis à double articulation.

Le tablier est constitué par une dalle de béton armé de 15 cm d'épaisseur (10 cm pour les trottoirs), posée sur des poutres continues à larges ailes. Il n'apparaît pas nettement si l'on a ou non tenu compte de la liaison acier-béton.

A la clé, les pièces de pont (entretoises) portent directement sur l'arc; en ce point le tablier est fixé longitudinalement. Pour réduire les contraintes secondaires dues à l'action réciproque du tablier et de l'arc, des appuis sphériques permettant une rotation longitudinale et transversale sont prévus pour ces entretoises, ainsi que pour les montants qui les supportent dans la partie centrale de l'arc. Les montants plus longs sont attachés par rivetage.

Un contreventement horizontal a été prévu entre les culées et le douzième panneau, principalement pour supporter les contraintes dues au vent en cours de montage. Dans l'ouvrage définitif, la dalle du tablier absorbe la charge transversale du vent.

Les attaches du treillis et du contreventement sur le chantier ont été rivées; celles du tablier et des montants ont été réalisées à l'aide de boulons à haute résistance.

Les culées en béton, de 3 m de largeur, sont encastrées de 4,9 m dans le grès; elles sont prévues de telle sorte que, dans les conditions d'exploitation, il n'intervienne aucune contrainte de traction sur la face postérieure; d'autre

part, des barres d'ancrage sont prévues pour absorber les efforts éventuels de traction en cours de montage.

Le pont a été monté en encorbellement, avec deux jeux de câbles de retenue, à l'aide d'un blondin de 25 tonnes sur une portée de 465 m. Un blondin auxiliaire a été également installé pour le personnel. Les câbles ont été déplacés vers l'avant, panneau par panneau, au fur et à mesure du montage, jusqu'au panneau 15; les 40 m qui restaient de chaque côté ont été achevés en porte-à-faux.

L'arc a été fermé sur des tourillons d'acier de 51 cm de diamètre, intercalés dans les membrures supérieures; les câbles de retenue ont ensuite été relâchés. Le montage du tablier a été effectué à partir du centre. L'ensemble de la charpente métallique a été monté en sept mois.

Le tablier en béton a été construit en douze jours avec coffrages métalliques perdus. Pour éviter des contraintes excessives, on a commencé par la section centrale, puis continué aux extrémités pour terminer dans les parties intermédiaires.

Les informations suivantes seraient intéressantes:

1. La solidarité de la dalle en béton armé aux poutres longitudinales métalliques a-t-elle été prise en considération; sinon, pour quelle raison?
2. Pourquoi certains assemblages de chantier ont-ils été effectués par rivetage et d'autres par boulonnage et quels genres de rivets et de boulons a-t-on employés?
3. Les sections rivées en caisson sont-elles considérées comme étanches vis-à-vis des influences atmosphériques ou bien recevront-elles un enduit de même genre que le reste de la partie métallique et quel dispositif de protection a été employé pour les surfaces exposées?
4. Quel est le coût de l'ouvrage?

4. Dans son mémoire sur le pont de Tancarville, M. A. Delcamp rappelle brièvement les données générales de l'ouvrage, qui a été ouvert au trafic en juillet 1959; il expose les principales innovations techniques et tout particulièrement la solution adoptée pour le problème aérodynamique.

Les ingénieurs chargés du calcul et de la construction du pont ont fait preuve d'originalité dans la conception et ont adopté les techniques les plus modernes en matière de béton armé, de béton précontraint et d'acier.

Le pont et les viaducs d'accès portent une chaussée de 12,50 m de largeur et deux trottoirs de 1,25 m chacun. La portée de la travée centrale de ce pont suspendu est de 608 m, avec deux travées latérales de 176 m; la hauteur libre pour la navigation est de 51 m. Le viaduc d'accès, sur la rive gauche, comporte huit travées de 50 m chacune, en béton précontraint.

Le massif d'ancrage par gravité de la rive gauche est constitué essentiellement par deux voiles, disposés dans les plans verticaux des câbles, et qui prennent appui sur des caissons foncés sur un lit de sable et de gravier. Ces

voiles sont reliés, à l'arrière, par une caisse à lest; ils comportent une légère articulation avec les caissons. Compte tenu des difficultés que présentait l'état du sol, les ingénieurs chargés de l'étude doivent être félicités d'avoir réussi à construire un ancrage relativement économique.

L'ancrage rive droite est constitué par deux tirants séparés en tunnel, en béton précontraint, de 49,50 m de longueur, dans la roche calcaire.

Les pylônes en béton armé sont, avec leurs 123 m de hauteur, de loin les plus grands pylônes de béton qui aient jusqu'à maintenant été construits.

C'est dans la conception des travées suspendues que l'on s'est le plus largement écarté de la pratique antérieure en matière de ponts suspendus à longue portée. Depuis la rupture du premier pont de Tacoma en 1940, sous l'influence des oscillations provoquées par le vent, les ingénieurs américains et britanniques ont conservé les dispositions classiques en matière de flexibilité des ponts suspendus et se sont efforcés de réaliser des sections droites aérodynamiquement stables. Au contraire, tout en conservant la poutre de rigidité en treillis qui constitue la caractéristique la plus importante d'une section droite aérodynamiquement stable, les ingénieurs du pont de Tancarville se sont efforcés de raidir leur système de suspension. Ceci a été réalisé en reliant des éléments d'ouvrage qui avaient été laissés indépendants dans la plupart des réalisations antérieures. Les poutres en treillis des travées latérales et de la travée centrale sont continues au droit des pylônes; le tablier fait partie intégrante de la membrure supérieure des treillis de rigidité; les deux poutres sont reliées à leur partie supérieure et inférieure de façon à former un tube continu et les câbles ont été fixés par «un nœud central» sur ces poutres de rigidité, au milieu de la travée centrale, afin d'éviter tout mouvement longitudinal relatif. Ces dispositions ont grandement compliqué l'étude de l'ouvrage, car elles ont fait passer le nombre des hyperstatiques de 1 à 4.

Il est regrettable que les comptes rendus concernant les essais aérodynamiques soient incomplets et plutôt confus. Il semble que le fait d'avoir négligé les influences des oscillations symétriques demande une justification plus poussée. Le rapport se termine par une très intéressante description des détails de construction des pièces spéciales du pont. Il semble que tous les assemblages de chantier aient été effectués avec des rivets; le rivetage est probablement plus économique en France que l'emploi des boulons à haute résistance.

5. MM. Trott et Wilson décrivent dans leur mémoire les essais qui ont été effectués pendant une période de huit années afin de déterminer une forme convenable pour le revêtement d'asphalte des tabliers des ponts suspendus sur le Severn et le Forth.

Tous les panneaux d'essai ont été posés sur une route à grand trafic et certains sont actuellement en service depuis six ans. Une charge d'essai de 12,5 tonnes a été appliquée à chaque panneau et aucune fissure n'est apparue dans l'asphalte. Les auteurs ont également étudié la contribution qu'apporte le revêtement d'asphalte à la rigidité des tôles du tablier; ils ont constaté

qu'elle est très faible en été, mais qu'en hiver, le revêtement d'asphalte de 1½″ (38 mm) augmente d'environ 80% la rigidité de la tôle.

Au cours du premier essai, quatre panneaux métalliques de ½″ d'épaisseur (12,7 mm) ont été posés dans la chaussée et recouverts de mastic d'asphalte. Trois des panneaux étaient lisses et comportaient différentes épaisseurs de revêtement: 1″ (25 mm), 1½″ (38 mm) et 2″ (51 mm); le quatrième panneau était en tôle striée et portait un revêtement de 1½″ (38 mm). Ces panneaux métalliques avaient été antérieurement sablés et enduits d'une peinture bitumineuse. Au cours de la première année de service, le revêtement s'est décollé sur les bords des panneaux et la rouille a pénétré sur une profondeur de 18 cm. Pendant les quatre années suivantes, des fissures se sont manifestées dans l'asphalte au-dessus des nervures de raidissement du tablier, pénétrant dans la couche d'asphalte de 1″ jusqu'à la tôle elle-même; sur le revêtement de 1½″, les fissures ne se sont produites qu'en surface. Il semble qu'à l'exception des bords des panneaux où le décollement s'est produit, le revêtement d'asphalte n'a subi aucun déplacement, ni sur les panneaux lisses ni sur les panneaux en tôle striée.

Le deuxième essai a consisté dans le remplacement des deux premiers panneaux par un panneau plus grand constitué par trois plaques métalliques soudées ensemble de différentes épaisseurs: $^1/_2$″ (12,7 mm), $^9/_{16}$″ (14,3 mm) et $^5/_8$″ (15,9 mm). Ces panneaux ont été métallisés au zinc sur une épaisseur de 0,05 mm pour améliorer la protection contre la corrosion, puis traités avec une peinture bitumineuse. La moitié de chaque panneau a été recouverte d'une couche de 1½″ (38 mm) de mastic d'asphalte chargé de gravier et l'autre moitié d'une couche de $1^1/_8$″ (28,5 mm) de mastic chargé de gravier sur $^3/_8$″ (9,5 mm) de mastic résistant à l'humidité. Le mastic de $^3/_8$″ a été prolongé le long de cornières soudées aux bords des tôles du tablier. Les bords de l'asphalte de 1½″ ont été étanchés le long des cornières marginales par un joint constitué par un mélange de caoutchouc et de bitume. Après cinq ans et demi de service, il n'est apparu qu'une faible différence entre l'état de l'asphalte sur les panneaux de ½″, $^9/_{16}$″ et $^5/_8$″; toutefois, une certaine corrosion se manifestait au joint entre cornière et couche combinée de mastic. Le joint au bitume-caoutchouc s'est révélé entièrement satisfaisant.

6. MM. Basler et Thürlimann de l'Université Lehigh exposent et discutent les résultats de 15 essais portant sur 7 poutres en tôle d'acier doux soudées, exécutées en vraie grandeur. Ce rapport constitue une importante contribution aux données pratiques sur la base desquelles doit être effectué le calcul des poutres à âme pleine mince. Des poutres ont fait l'objet d'essais à la flexion pour les rapports d'élancement de 185 et de 388 et d'essais au cisaillement pour les rapports d'élancement de 255 et de 259; ces poutres comportaient des raidisseurs verticaux écartés de ½, ¾ et 1½ fois la hauteur de l'âme. Il n'était pas prévu de raidisseurs horizontaux.

Ces essais montrent à nouveau que les charges critiques des âmes en

flexion ou cisaillement ne présentent aucune signification réelle pour la détermination de la capacité de charge effective de ces poutres à âme pleine très mince.

Les auteurs ne se proposent pas de mettre au point une nouvelle méthode de calcul; toutefois, en discutant ces résultats, ils concluent que la théorie classique de la charge critique basée sur un comportement élastique d'une âme parfaite ne permet pas de prévoir la capacité de charge des poutres qui sont soumises à un cisaillement ou à un moment fléchissant. Ils précisent qu'un panneau d'âme ne doit pas être considéré comme un élément isolé, mais qu'il est de la plus haute importance d'étudier la résistance mécanique du cadre qui le supporte, formé par les ailes et les raidisseurs transversaux.

Dans la mesure où votre rapporteur général est informé de toutes les règles modernes, seules les normes britanniques (B.S. 153) publiées en 1958 tiennent effectivement compte de la résistance hypercritique des âmes efficacement raidies. Les recherches qui doivent être poursuivies sur la résistance de ces poutres à l'Université Lehigh seront les bienvenues auprès de tous ceux qui se préoccupent du calcul économique des poutres à âme haute. Il n'est pas douteux que des essais plus poussés soient nécessaires pour déterminer les influences du cisaillement et de la flexion combinés dans le domaine hypercritique, ainsi que l'influence qu'exerce l'âme sur la stabilité des ailes minces travaillant à la compression.

7. Le Prof. GIBSCHMANN expose les conditions d'emploi des éléments préfabriqués en béton armé dans les ouvrages mixtes, en U.R.S.S. Il précise que la construction mixte est considérée comme très économique et est largement employée. Pour accélérer la construction, en particulier en hiver et pour réduire les influences du retrait et du fluage, la dalle de béton armé est souvent formée d'éléments préfabriqués. De nombreux ponts à grande portée ont déjà été construits sur ce principe; il faut mentionner tout particulièrement le pont à poutres continues de Moscou, qui comporte trois travées de 72,6 m, 108 m et 72,6 m. Une autre application réside dans le montage d'une dalle de béton préfabriquée inférieure, dans la zone de compression d'une poutre continue à âme pleine. La liaison des éléments préfabriqués aux poutres est assurée par des pièces métalliques transmettant les efforts rasants, soudées aux ailes, puis bétonnées sur place dans les évidements spécialement prévus dans les éléments préfabriqués eux-mêmes. Une autre possibilité consiste à incorporer aux éléments préfabriqués des pièces métalliques d'assemblage, pattes ou plaques, que l'on soude sur place sur les côtés des ailes des poutres.

Les bords des évidements prévus dans les éléments préfabriqués doivent être crénelés, afin d'assurer une bonne adhérence entre le remplissage de béton et ces éléments eux-mêmes. D'importantes recherches ont été effectuées en U.R.S.S. au sujet du comportement des tabliers mixtes et en particulier en ce qui concerne la conception des dispositifs de liaison transmettant les efforts rasants. On a constaté que la meilleure disposition consistait en une cheville

rigide portant des étriers obliques soudés. On a constaté également que l'ancrage du béton sur les ailes, s'opposant aux mouvements verticaux, améliorait la capacité de charge de l'élément mixte. Ces constatations semblent être en accord avec celles qui ont été faites en Allemagne. Lorsque l'on soude sur les poutres métalliques les dispositifs de liaison bétonnés, il faut veiller à ce que la chaleur émise par l'arc et la dilatation des éléments métalliques n'endommagent pas le béton. Pour éliminer ces deux risques, la distance entre la soudure et le béton doit être suffisamment grande et la soudure aussi mince que possible.

Les essais qui ont été faits sur un pont terminé montrent que le tablier mixte en béton préfabriqué se comporte d'une manière très semblable au tablier bétonné sur place. Dans les calculs, il faut tenir compte des influences du retrait, du fluage et de la température. Ceci est aussi conforme aux règlements allemands, mais les spécifications américaines indiquent que ces facteurs peuvent être négligés.

Commentaires et sujets de discussion

Les deux mémoires du Prof. Billig portent sur l'évolution actuelle des centrales nucléaires en Grande-Bretagne et ne traitent les problèmes corrélatifs de construction que de façon générale. Ces rapports doivent constituer une excellente base pour les recherches dans ce nouveau domaine.

Les points qui paraissent se prêter particulièrement bien à la discussion sont les suivants:

1. Installation de réacteurs souterrains.
2. Avantages relatifs des cuves de réacteur en béton précontraint et en acier.
3. Etude et construction des écrans pour réacteurs.

Dans son mémoire sur le barrage de Tourtemagne, le Prof. Panchaud expose les conditions d'emploi de vérins plats et de câbles de précontrainte pour neutraliser les influences des variations de température et du retrait dans les ouvrages de béton massif; ces dispositions peuvent être appliquées avantageusement à des ouvrages autres que les barrages et l'écran nucléaire vient ici immédiatement à l'esprit.

M. R. Sailer décrit les travaux considérables qui ont été faits pour le franchissement d'un canyon de 300 m de large et 240 m de profondeur; cependant, la conception du pont lui-même est orthodoxe et ne justifie pas une discussion ultérieure.

Le mémoire de M. A. Delcamp sur le pont de Tancarville contient une brève description de nombreuses dispositions nouvelles et hardies en matière de ponts suspendus à grande portée. Bien que la solution adoptée pour résoudre le problème aérodynamique paraisse quelque peu compliquée, elle est certainement minutieusement étudiée. Toutefois, il y aurait lieu de comparer son

prix avec celui d'autres grands ponts. L'adoption d'un tablier mixte béton-acier intéressé à la résistance des treillis de raidissement et les problèmes qu'ont posés l'étude et la construction des hauts pylônes en béton armé de 123 m sont d'un grand intérêt pour tous les ingénieurs spécialisés dans la construction des ponts et méritent une discussion ultérieure.

A ce mémoire, peut être rattaché l'exposé pratique de MM. TROTT et WILSON sur le développement des revêtements d'asphalte appliqués directement sur un platelage métallique (ainsi qu'il a déjà été effectué avec succès sur de nombreux ponts allemands), disposition qui peut être substituée à celle du pont de Tancarville comportant une couche intermédiaire de béton.

Il serait indiqué de réunir des données concernant le comportement sous trafic des revêtements de mastic d'asphalte sur les tabliers métalliques, ce qui apporterait une intéressante contribution à la solution de ce problème.

Le mémoire de MM. BASLER et THÜRLIMANN expose certains essais de voilement sur des poutres à âme pleine et apporte une utile contribution à nos connaissances sur le comportement des âmes très minces. D'importantes recherches ont été effectuées sur cette question depuis la guerre; néanmoins, il n'a pas encore été formulé de prescriptions entièrement satisfaisantes, qui soient basées sur le comportement réel des âmes et des raidisseurs plutôt que sur des charges critiques théoriques. La difficulté provient ici de l'inévitable présence d'imperfections initiales, qui confèrent plutôt paradoxalement un caractère quelque peu irréaliste et sans utilité pratique à toutes les prescriptions qui sont basées sur le comportement d'une plaque idéale.

Il apparaît que la méthode de la résistance limite pour le calcul des poutres à âme pleine très mince doit être plus généralement admise et la discussion de ce problème pourrait ici apporter une contribution intéressante.

Le rapport du Prof. E. GIBSCHMANN sur l'emploi des éléments en béton armé préfabriqué dans les ouvrages mixtes est le seul qui traite directement de cette forme de construction qui est spécialement mentionnée comme constituant un thème opportun pour la session libre. La construction mixte est actuellement encore en pleine évolution et n'a pas été adoptée universellement.

Bien que quelques pays aient établi des projets de règles au cours de ces dernières années, la méthode de calcul et même la définition des contraintes admissibles sont fréquemment laissées au choix de l'ingénieur chargé du calcul.

Les diverses différences fondamentales entre, par exemple, les normes américaines et les normes allemandes mettent nettement en évidence le grand intérêt qu'il y aurait à procéder au plus tôt à de larges échanges d'informations et à une étude critique des différentes pratiques.

Les points suivants peuvent constituer une base de discussion utile:

1. Type le meilleur des dispositifs de liaison de l'acier au béton.
2. Contraintes admissibles dans les dispositifs de liaison transmettant les efforts rasants.

3. Influence du retrait, du fluage et du gradient de température et manière d'en tenir compte, s'il y a lieu.
4. Avantages relatifs des tabliers à éléments mixtes, préfabriqués d'une part et coulés sur place d'autre part, tout particulièrement en ce qui concerne la continuité sur les supports et la corrosion éventuelle des éléments en contact et des dispositifs de liaison non protégés.

Generalbericht

Einführung

Die zum Thema VI eingereichten acht Arbeiten betreffen Atomkraftwerke, Staudämme, Brücken, Vollwandträger, Verbundkonstruktionen und versteifte Blechfahrbahntafeln. Diese Arbeiten haben wenig gemeinsam, außer daß alle neue konstruktive Züge zeigen. Aus diesem Grunde ist es unmöglich, eine allgemeine Bewertung der neuesten Entwicklung in den behandelten Gebieten zu geben. Dagegen soll dieses Referat umfassende Zusammenfassungen mit Betonung der wichtigsten Merkmale enthalten und einige Grundlagen für die Diskussion an der Arbeitssitzung geben.

Zusammenfassungen

1. Die beiden Arbeiten von Prof. K. Billig ergänzen sich und geben einige praktische Angaben und eine allgemeine Beurteilung der Faktoren, die die Berechnung und Konstruktion von Atomkraftwerken beeinflussen mit besonderer Berücksichtigung der damit verbundenen Bauingenieurproblemen.

Der Autor bietet ein bedeutendes statistisches Zahlenmaterial über sechs vollendete oder noch im Bauzustand stehende Atomkraftwerke in Großbritannien und beschreibt die Entwicklungstendenz der Atomreaktoren. Er stellt fest, daß die Kapitalkosten per KW eines heutigen Atomkraftwerks zwei- bis dreimal diejenigen eines konventionellen Werkes betragen, aber daß die totalen Produktionskosten pro KW sehr wenig differieren.

Die Entwicklungsarbeit für die Atomkraftwerkreaktoren konzentriert sich auf den gasgekühlten, mit Graphit als Moderator ausgestatteten Reaktor und aus den eventuellen Vorteilen bei Verwendung von schwerem Wasser als Moderator.

Die Hauptdifferenz zwischen einem Atom- und einem konventionellen Kraftwerk liegt im Reaktor selbst, der aus Druckgefäß, biologischer Abschirmung und dampferzeugenden Einheiten besteht. Obgleich die Eigengewichtslasten in Atomwerken beträchtliche Werte erreichen, ergeben sich die wichtigsten Probleme aus Temperaturänderungen, Kriechen, Schwinden und Änderungen im Feuchtigkeitsgehalt des Betons.